



繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能 の評価(柱)

メタデータ	言語: jpn 出版者: 日本コンクリート工学協会 公開日: 2022-03-29 キーワード (Ja): キーワード (En): 作成者: 荒川, 卓, 荒井, 康幸, 藤田, 豊, 溝口, 光男 メールアドレス: 所属:
URL	http://hdl.handle.net/10258/00010494

[113] 繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能の評価

正会員 ○荒川 卓 (室蘭工業大学)
 正会員 荒井康幸 (同上)
 藤田 豊 (同上)
 溝口光男 (同上)

1. はじめに

鉄筋コンクリート(以下RC)柱の主筋降伏以後における変形性能は、設計条件が同一の場合でも、繰返し加力時の回数や変位振幅漸増ピッチ等の違いによって異なって評価される¹⁾。従って、既往の資料を含めてRC柱の変形性能を総合的に評価するためには、繰返し経歴の違いによる影響を考慮した評価法を設定する必要がある。

之に関する基礎資料を得ることを目標に、文献2)では、シアスパン比や帯筋量以外の実験諸元を同一とした柱を用いて、繰返し荷重経歴が3種に変化する場合の比較実験を行い、荷重経歴の違いによって異なって評価される柱の変形性能を、同一荷重経歴下における変形性能に換算評価する方法を試みた²⁾。

本報では、シアスパン比は一定であるが作用軸圧や鉄筋比及びコンクリート強度が変化する柱を用い、荷重経歴が2種に変化する場合の変形性能の差異を補足実験で比較し、先に試みた性能評価法の妥当性を再検討する。

2. 変形性能の評価方法²⁾

a) 荷重・変位曲線のうち、 $P_i / P_y \geq 1$ ($i = 1 \sim n$ は主筋降伏時～降伏以後の繰返し回数)の値を対象に、次式によってループ面積比率の総和平均 nIw を略算し、エネルギー吸収能の目安とする。

$$nIw = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{P_y} \cdot \frac{\delta_i}{\delta_y} \quad \left[\text{又は、} nIw = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{P_y} \cdot \left\{ 1 + (i-1) \frac{\Delta p}{\delta_y} \right\} \right] \dots\dots\dots(1)$$

こゝに、 P_y , δ_y は主筋降伏時の荷重(せん断力)と変位、 Δp は降伏以後の変位振幅漸増ピッチ。

b) 限界塑性率 μ_{ou} (最大荷重以後における荷重変位包絡線が、最初の降伏荷重レベルと交差する時の限界変位 δ_{ou} を降伏変位 δ_y で除した値) と nIw との間には、次式の関係が成立する。

$$\mu_{ou} = 1.85nIw - 0.85 \dots\dots\dots(2)$$

c) 繰返し荷重経歴の違いによる補正係数 γ_{ou} を次式で算出し、上式(2)の両辺を修正する。この場合、 $\Delta p / \delta_y$ 値の大きい資料を之の小さい値に換算するには、式(2)の両辺に γ_{ou} を乗ずる(逆の場合には γ_{ou} で除す)²⁾。

$$\gamma_{ou} = 1.1 - 0.9 \cdot \Delta p / \delta_y \quad (\text{ただし、} 1 \leq \gamma_{ou} \leq 0.65) \dots\dots\dots(3)$$

d) 曲げ降伏先行のRC柱では、実験諸元を代入して求まる曲げとせん断の耐力比 cQ_{BU} / cQ_{SU} (=文献4)/5) の平均値 K_m は、次式(4)で表わされる。従って、耐力比が K_m 式と等しいと置くことによって、所要の限界塑性率 μ_o (所要の限界変位を降伏変位計算値 $c\delta_y$ で除した値) を確保するのに必要な帯筋量 P_w が推算できる³⁾。

$$K_m = 1.08 - 0.216\mu_o(\eta_o + 0.1) \dots\dots\dots(4)$$

こゝに $\eta_o (= \sigma_o / F_c)$ は軸圧係数、 $c\delta_y$ は鉄筋考慮の曲げ変位とせん断変位及び剛性低下率 α_y によって求まる降伏変位計算値。

3. 実験の概要

(1) 試験体。 図-1に示すように柱断面が25cm角、 $h_o = 125$ cm、柱上下の左右には全長185cm、断面20×35cmのはりを有するキの字形模型とし、表-1に示すように、引張鉄筋比 P_t 3種、軸圧縮応力 σ_o 3種、コンクリート強度 F_c 2種、合計8種16体よりなる。

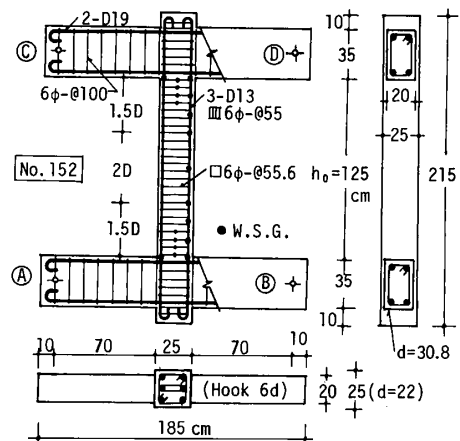


図-1 試験体の概要

帯筋量については、前述の耐力比を0.8と置いて求まる P_w を基準に、之を柱上下端 1.5 D の範囲内に配置し、柱中間部の帯筋量は文献6)の方法により、材端部の約 1/2 に低減した。

(2) 使用材料の性質と試験体の製作。

表-2 に使用材料の性質を示した。試験体の製作にはメタルフォームを用いて平打ちとし、打設 2 日目に脱型して所要強度の約 70 % を発揮するまでビニールシートで密封養生を行い、以後試験時まで実験室内に放置して材令 15 ~ 36 日でテストを行った。

(3) 加力方法と繰返し方法。これまでの実験¹⁻³⁾と同様に図-1のA, B点をピン支持し、

A, B及びC, D間をスチールヨークで連結して、CとDのはり端より油圧式サーボアクチュエータにより正負の水平力を加える。柱には容量が50トンの電動式オイルジャッキで所定の軸力を導入した(最大荷重時と限界変形時には-5.0~15.3%平均では4%の変動となった)。

繰返し方法は、主筋降伏時までは全試験体とも発信周波数 $f_r = 0.05$ Hz, 制御変位 0.6 mm/cycle の正負漸増による繰返しを基準とした。しかし、降伏後は式(3)のたゞし書きの適用限界を再確認するため、 f_r は同じであるが Δp を約 $0.1 \delta_y$ で繰返すもの(図-2(a)の偶数 N_a の柱)と、 f_r をマニュアルに切り替え(0.005~0.006 Hzに相当) $\Delta p = \delta_y$ で繰返すもの(図-2(b)の奇数 N_a の柱)の2種類とした。

(4) 計測方法。水平力、軸力、はりのせん断力の検出は、夫々の装置に組み込んだロードセルによった。又、柱上下の接合部間における水平変位と軸方向変位とを差動トランスにより、主筋や帯筋には、図-1の●印(中間部の主筋は偶数 N_a の柱のみ計測)で示した位置に検長 2 mm のワイヤストレインゲージを貼付し、ひずみ度を計測した。之等計測値のうち、水平変位と柱付け根部2箇所の主筋ひずみを X-Y レコーダに自記させ、モニター用に供すると共に、全ての計測値をサンプリング周波数を 10 Hz に設定した磁気テープ式データレコーダに収録し、電算機により処理した。

4. 実験結果とその考察

図-3には破壊状況の代表例を、表-3には試験結果の一覧を示した。

(1) 破壊状況。全試験体とも曲げ降伏後にコンクリートの圧壊で最大荷重に達し、その後の繰返しにより $N_a 152$ と 155 以外の柱には主筋の座屈を伴った。ひび割れの発生範囲は、全試験体とも柱内端 1.5 D 部分から接合パネル内に及んでいるが、 P_t や P_w の少ない $N_a 156, 157, 160, 161$ の4体は他の柱に比較してその範囲は幾分狭く、ひび割れの発生数も少なく、特に $N_a 161$ は主筋の座屈と同時にせん断破壊を生じた。圧縮域については、パネル内に約 0.2 D 食い込んだ位置から柱内に向け 0.8 D 前後の範囲に及んでいるが、 F_c, P_t, σ_o 及び繰返し経歴等の違いによる明確な差異は認め難い。

(2) 降伏荷重と最大荷重。降伏荷重実験値の計算値に対する比率は、同一条件で設計された2体の柱毎に近似した値を示し、1.00 ~ 1.16 平均 1.08 となっているが、図-4(a)に示すように、 η_o が大きく F_c の小さい柱

表-1 試験体の種類

Column No.	F_c (kg/cm ²)	σ_o (kg/cm ²)	Tension Reinf. Pt (%)		Shear Reinforcement	
					End 1.5D P_w (%)	Midheight P_w (%)
150, 151	210	25	3-D13	0.610	Ⅲ 6φ-061 (0.466)	Ⅲ 6φ-083.3 (0.228)
152, 153		50	3-D13	0.610	Ⅲ 6φ-055 (0.689)	Ⅲ 6φ-055.6 (0.341)
154, 155		70	3-D13	0.610	Ⅲ 6φ-048 (0.790)	Ⅲ 6φ-050 (0.379)
156, 157		25	3-D10	0.342	Ⅲ 4φ-053 (0.183)	Ⅲ 4φ-0100 (0.095)
158, 159		25	4-D13	0.813	Ⅲ 6φ-050 (0.758)	Ⅲ 6φ-050 (0.379)
160, 161	300	25	3-D13	0.610	Ⅲ 4φ-057 (0.340)	Ⅲ 4φ-055.6 (0.174)
162, 163		50	3-D13	0.610	Ⅲ 6φ-051 (0.558)	Ⅲ 6φ-071.4 (0.266)
164, 165		70	3-D13	0.610	Ⅲ 6φ-052 (0.729)	Ⅲ 6φ-050 (0.379)

表-2 使用材料の性質

	Size	Diameter (mm)	Sectional Area (cm ²)	Yielding Point σ_y (kg/cm ²)	Elastic Modulus ($\times 10^6$ kg/cm ²)
Longitudinal Steel	D19	(19)	(2.870)	3714	1.929
	D13	(13)	(1.267)	4021	1.929
	D10	(10)	(0.713)	4180	1.926
Stirrup Steel	6φ	5.48	0.237	3120	1.958
	4φ	3.94	0.121	2330	1.972
Concrete	Sand < 5 mm, f.m. = 2.91, Specific gravity = 2.64 Gravel < 20 mm, f.m. = 6.42, Specific gravity = 2.68 $F_c = 222$ (209~243) kg/cm ² , w/c = 0.67, Mix prop. = 1:3.55:3.90/wt $F_c = 305$ (293~321) kg/cm ² , w/c = 0.53, Mix prop. = 1:2.38:3.08/wt Note: () = Nominal, Concrete Cylinder = 10φ x 20 cm.				

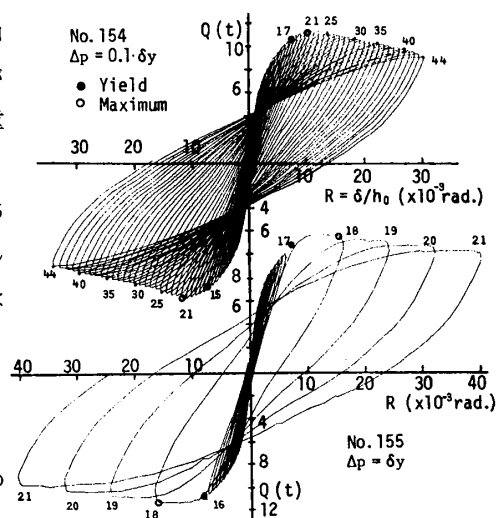


図-2 荷重・変形曲線

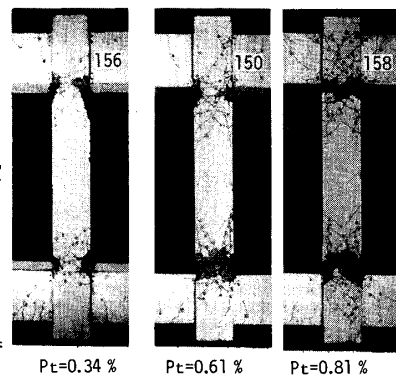


図-3 破壊の状況

表-3 試験結果の一覧

Column No.	F _c (kg/cm ²)	At Yielding Load					At Maximum Load					At Limit		Failure Mode	
		$\frac{\sigma_0}{F_c}$	$\frac{\tau_{Qy}}{cQ_y}$	$\frac{\delta y}{c\delta y}$	$\frac{\tau_{Qy}}{cQ_y}$	$\frac{\tau_{Ky}}{cK_y}$	$\frac{\sigma_0}{F_c}$	$\frac{\tau_{Qu}}{cQ_U}$	$\frac{\delta u}{c\delta u}$	$\frac{\tau_{\mu u}}{cQ_{BU}}$	$\frac{\tau_{Qu}}{cQ_{SU}}$	$\frac{\tau_{\delta u}}{c\delta u}$	$\frac{\tau_{\mu ou}}{c\mu ou}$		
150	209	0.114	7.80	0.95	1.07	0.84	0.121	8.57	2.40	2.52	1.12	0.87	4.52	4.74	F-C-Bu
151	209	0.123	7.75	0.90	1.04	0.87	0.138	9.36	4.56	5.07	1.17	0.93	7.58	8.43	F-C-Bu(S)
152	229	0.220	9.89	1.07	1.04	0.81	0.222	10.61	1.82	1.69	1.08	0.86	3.25	3.03	F-C
153	222	0.217	10.01	1.02	1.05	0.87	0.222	10.82	2.04	1.99	1.12	0.89	6.03	5.90	F-C-Bu
154	243	0.284	10.83	0.95	1.00	0.92	0.284	11.55	1.41	1.49	1.04	0.83	2.19	2.30	F-C-Bu
155	217	0.321	10.91	0.99	1.03	0.89	0.323	11.73	2.01	2.02	1.08	0.87	3.89	3.92	F-C
156	213	0.118	6.37	0.77	1.16	1.04	0.126	6.94	1.94	2.53	1.20	0.98	3.36	4.38	F-C-Bu
157	221	0.116	6.07	0.71	1.09	1.06	0.128	7.25	3.25	4.59	1.22	1.00	5.26	7.42	F-C-Bu
158	225	0.107	9.90	1.06	1.11	0.82	0.114	10.62	2.43	2.30	1.13	0.90	5.06	4.79	F-C-Bu
159	230	0.096	9.53	1.01	1.10	0.83	0.112	11.28	5.03	4.98	1.20	0.95	8.53	8.45	F-C-Bu
160	321	0.081	8.27	0.77	1.08	0.99	0.086	9.52	2.16	2.81	1.18	0.94	3.64	4.74	F-C-Bu(S)
161	321	0.079	8.58	0.80	1.13	1.00	0.089	10.15	3.44	4.31	1.24	1.00	4.27	5.36	F-S-C-Bu
162	300	0.169	10.55	1.06	1.06	0.85	0.171	10.99	2.07	1.96	1.08	0.86	3.23	3.05	F-C-Bu
163	298	0.168	10.94	1.01	1.11	0.92	0.172	11.47	2.02	2.00	1.13	0.90	5.51	5.45	F-C-Bu
164	296	0.229	12.12	1.05	1.08	0.92	0.230	12.47	1.55	1.48	1.09	0.87	1.88	1.79	F-C-Bu
165	293	0.238	12.03	1.09	1.07	0.87	0.242	12.50	1.99	1.83	1.08	0.87	3.51	3.23	F-C-Bu

注) $\tau_{Qy}, \delta y$: 主筋降伏時におけるせん断力と変位実験値(何れも正負の平均値)。
 cQ_y : 曲げ降伏時のせん断力計算値(文献4)の8-6式による値)。
 $\tau_{Qu}, \delta u$: 最大荷重時のせん断力と変位実験値(何れも正負の平均値)。
 cQ_{BU} : 曲げ耐力時のせん断力(16-18式)⁴⁾
 cQ_{SU} : 柱の終局せん断耐力⁵⁾
 $= (0.9 + \sigma_0/250) \{ 0.23 \cdot K_u \cdot K_p (F_c + 180) \div (h_0/d + 0.23) + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \} b_j$
 $\tau_{\mu u} = \tau_{\delta u} / \delta y$: 塑性率。
 $\tau_{\mu ou} = \tau_{\delta ou} / \delta y$: 限界塑性率。
 $\tau_{Ky} = \tau_{Qy} / \delta y$: 降伏時剛性実験値。
 $cK_y = cQ_y / c\delta y$: 降伏時剛性計算値。
 $= K_e \cdot Q_y$ 。
 F : 曲げ降伏, C: 曲げ圧壊, Bu: 主筋降伏, S: せん断及びせん断ひびわれ開口。

は幾分小となる傾向があるが、その差は僅少である。一方、最大荷重実験値の計算値に対する比率については、 Δp の大きい奇数No.の柱では1.08~1.24, Δp の小さい偶数No.の柱では1.04~1.20の範囲にあって、前者の方が幾分高い比率を示している。この比率の P_t の違いによる影響は少ないが、 η_0 の小さい柱ほど図-4(b)に示すように、両者の柱とも比率が大となる傾向を示している。

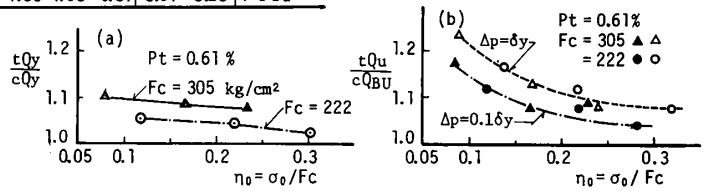


図-4 降伏及び最大荷重と軸圧係数の関係

(3) 降伏時剛性。 実験値の計算値に対する比率は、0.81~1.06で平均0.91となり、実験値の方が計算値を下回っているが、 η_0 が小さい場合や P_t が減少する場合には、図-5に示すように両者の値が近似する傾向を示している。

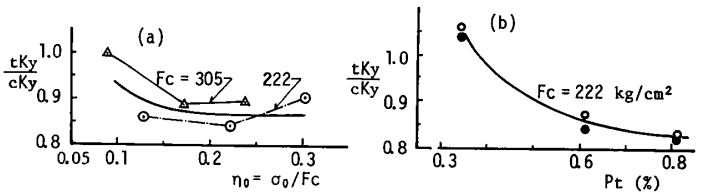


図-5 降伏時剛性に及ぼす軸圧係数と鉄筋比

(4) 荷重・変位包絡線と塑性率。 降伏以後における荷重・変位包絡線を σ_0, F_c, P_t 及び Δp 別に図-6に示した。図示のように、全試験体とも変形角 R が $5.7 \sim 8.7 \times 10^{-3} \text{ rad}$ で降伏し、以後 Δp の小さい偶数No.の柱では3~15%平均8%, Δp の大きい奇数No.の柱では4~21%平均13%の荷重上昇を示して最大荷重に達しているが、何れの場合にも η_0 の小さい柱ほど降伏後の荷重上昇率が大きい。

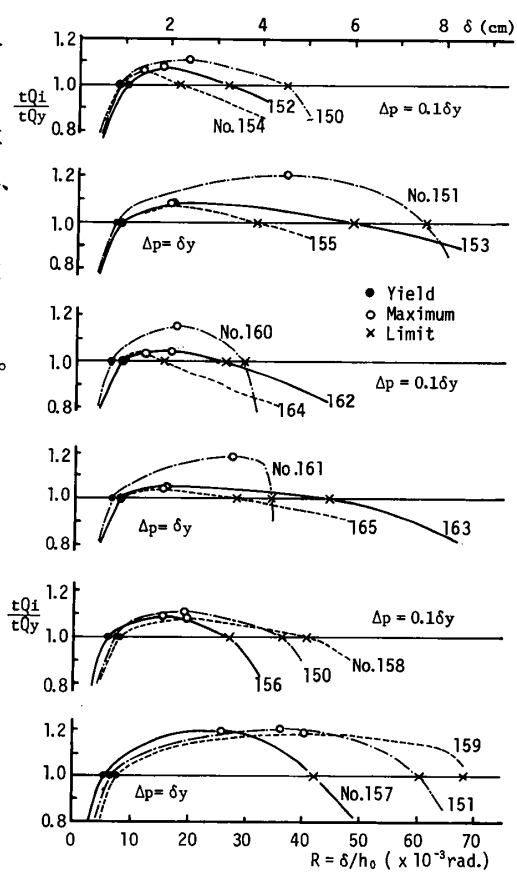


図-6 荷重・変位包絡線の比較

この時の塑性率 $\tau_{\mu u}$ は、図-7(a)に示すように、 η_0 が小さくなるのに伴って大となり、 Δp の大きい柱の方が之の小さい柱よりも塑性率が大きくなる傾向を示している。

一方、限界塑性率 $\tau_{\mu ou}$ についても、図-7(b)に示すように上記と類似の傾向にあるが、この場合には、 F_c や Δp の違いによる影響が $\tau_{\mu u}$ の場合よりも幾分顕著

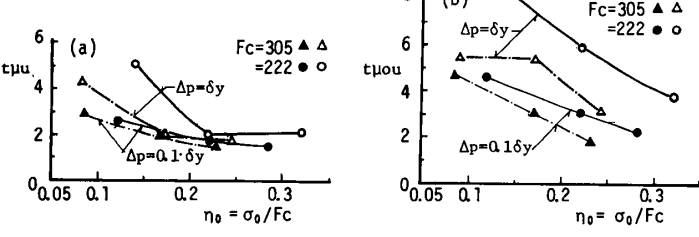


図-7 塑性率と軸圧係数の関係

である。

(5) 限界塑性率と nIw 。 図-8は、式(1)の nIw 計算値と μ_{ou} とを比較したものである。図示のように、両者の間には従来の実験^{1,2)}と同様に式(2)の関係が成立し、 μ_{ou} は(2)式計算値の $\pm 15\%$ の範囲内にある。

(6) Δp の違いによる補正係数。 図-9は、文献1), 2)及び本実験の資料31個を用い、 $\Delta p/\delta_y = 0.1$ の変位漸増繰返して得られた限界塑性率を基準に、 $\Delta p/\delta_y$ の増大による μ_{ou} の変化率を補正係数 γ_{ou} で表わしたものである。図示のように、前述の(3)式のたゞし書きに記した γ_{ou} の適用限界は、次式のように改めるのが妥当である。

$$1 \leq \gamma_{ou} \leq 0.56 \quad (\Delta p_{ou}/\delta_y \geq 0.6 \text{ の時 } \gamma_{ou} = 0.56 \text{ とする}) \dots\dots(5)$$

(7) 補正係数による実験修正値の比較。 図-10(a)は、上記の γ_{ou} を用いて限界塑性率実験値を修正し、図-7(b)と同様に η_0 別に示したものであり、図-10(b)は式(2)の関係を γ_{ou} で修正したものである。図示のように、同一条件で設計した柱各2体のうち、 $\Delta p/\delta_y = 1.0$ の奇数 N_0 の資料は $\Delta p/\delta_y = 0.1$ の偶数 N_0 の資料とほぼ同等の値に換算され、 γ_{ou} による補正が妥当であることが判る。又、同図(a)に示した資料の分布は、文献7)で指摘した図中の破線と類似の傾向にある。

(8) 式(4)の修正値と耐力比の比較。 図-11は、既往の実験資料のうち、文献2)で採用した繰返し経歴を異にする資料^{1-3,6-9)}47個に本実験資料を加え、合計63個の曲げとせん断の耐力比と、式(4)右辺の第2項を前述の γ_{ou} で修正した値との比較を示すものである。式(4)の修正値 K'_m は、 $\pm 15\%$ の範囲に殆んど全ての資料が納まり、 Δp の違いによる γ_{ou} の補正が有効であることを示唆している。

5. おわりに

以上の検討結果は、次のように要約できる。

- (1) 破壊状況には、繰返し荷重経歴や引張鉄筋比及び軸圧係数などの違いによる明確な差異は認められない。
- (2) 繰返し加力時の変位振幅漸増ピッチが大きく、逆に軸圧係数が小さい場合には、曲げ耐力実験値の計算値に対する比率が幾分高くなる傾向があり、この時の限界塑性率も高く評価される。
- (3) 降伏時剛性実験値は計算値よりも幾分低いが、軸圧係数や引張鉄筋比が小さい場合には、両者の値が近似する傾向がある。
- (4) 繰返し加力時の変位振幅漸増ピッチや回数を異にする実験資料の変形性能を評価するには、式(3)のたゞし書きの適用限界を式(5)のように改め、式(1)~(4)の方法を採用するのが有効である。

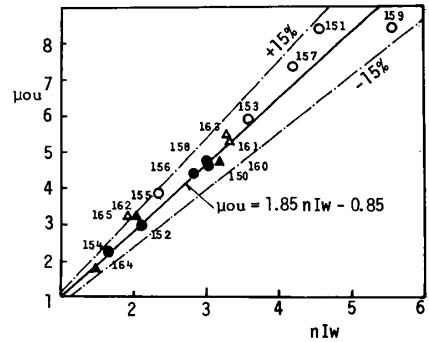


図-8 限界塑性率と nIw

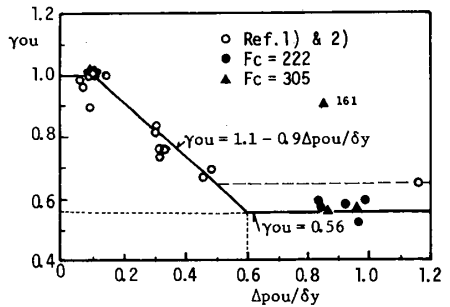


図-9 補正係数と変位漸増比

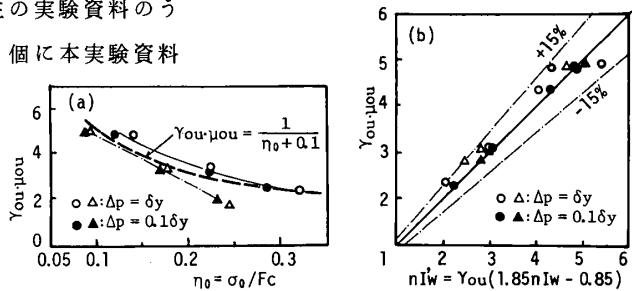


図-10 補正係数による実験修正値の比較

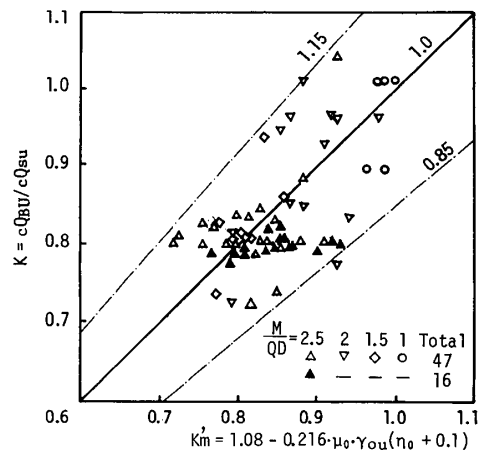


図-11 既往の資料による耐力比の比較

参考文献

- 1) 荒川・角田：動的水平荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の履歴挙動，日本建築学会大会講演梗概集，1979.9及び学会支部研報№50，1979.3。
- 2) 荒川他：鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼす荷重経歴の影響，日本建築学会大会講演梗概集，1980.9及び学会支部研報№52，1980.3。
- 3) 荒川・藤田：繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に及ぼすせん断補強筋の影響，第2回コンクリート工学年次講演論文集，1980.5。
- 4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説。
- 5) 柴田：鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時耐力推算式の検討，日本コンクリート工学協会，コンクリート工学Vol.18, №1, Jan. 1980。
- 6) 荒川・米沢：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その55 中央部帯筋の低減について)，学会大会講演梗概集，1977.10。
- 7) 荒川・角田：鉄筋コンクリート柱の溶接帯板による耐震補強の効果，第1回日本コンクリート工学年次講演論文集，1979.5及びTrans. JCI1979。
- 8) 東・大久保他：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その23, 24, 38, 39: L E シリーズ)，学会大会梗概集，1975, 1976.10。
- 9) 武田・吉岡・菊地：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その42: CHTシリーズ)，学会大会梗概集，1977.10。